

# 城市轻轨高架桥连续箱梁时效变形试验

雷家艳<sup>1,2</sup>, 姚谦峰<sup>1</sup>, 季文玉<sup>1</sup>

(1. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 厦门大学 建筑与土木工程学院, 厦门 361005)

**摘要:** 结合北京地铁 13 号线八达岭高架桥中预应力混凝土高架桥连续箱梁的实桥变形观测试验, 以试验数据回归分析了基于综合时效的梁体后期变形。分析结果表明: 统计回归所得的徐变系数, 其早期值比按我国铁路规范及 ACI(American Concrete Institute)规范修正式计算所得的徐变系数略偏大, 终极系数却偏小, 同类轻轨高架桥梁结构后期变形按规范设计有足够的 安全保证, 但应严格控制早期时效变形。所提出的回归分析方法可为轻轨桥梁后期变形的预测提供参考。

**关键词:** 城市轻轨; 高架桥; 时效变形; 试验

中图分类号: U448.35 文献标志码: A

## Time-Dependent Deflection Analysis of Prestressed Concrete Continuous Box-Beam in Urban Rail Transit Line

LEI Jia-yan<sup>1,2</sup>, YAO Qian-feng<sup>1</sup>, JI Wen-yu<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Architecture & Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China)

**Abstract:** Time-dependent deflection site tests of a continuous box-girder beam in urban railway transit line in Beijing are presented. The analysis is carried out on the patterns of beam's deflection after prestressing, which is based on the test data of general deflection deformation. The results demonstrate that in early stage after prestressing, the time-dependent deformation coefficient derived from the statistical regression analysis is greater than the creep coefficient calculated according to the Code and that of ACI. But it's reverse in final period. The similar urban rail viaduct designed in compliance with the Code has sufficient safety. However, the early time-dependent deflection should be controlled strictly.

**Key words:** urban railway transit; viaduct; time-dependent deflection; site tests

我国城市轨道交通高架桥上的线路采用整体道床轨道形式, 钢轨通过扣件直接与承轨台连接, 线路标高仅依靠扣件的调节量来实现。有关研究资料表明, 扣件留给梁体后期变形的调节量非常有限<sup>[1-2]</sup>。如不能有效控制桥梁后期时效变形增量, 将会造成扣件破坏、整体道床开裂、线路不平顺, 引起严重的交通环境振动, 并可能危及线路开通后列车的运营安全, 对整体道床的维修养护也会造成较大影响。因此, 研究城铁高架桥梁的时效变形规律, 有效预测其终极值, 提出有效控制时效变形增量方案, 成为城市

高架轨道交通中桥梁设计与施工面临的重要问题。

混凝土的收缩徐变、预应力损失及环境温湿度变化等因素是引起桥梁变形的主要原因。对于预应力混凝土连续梁, 因截面高度变化、配筋形式及结构工作环境复杂等原因, 要精确计算各因素引起的时效变形大小是极其繁杂的。本文作者针对北京地铁 13 号线八达岭高架桥中的预应力钢筋混凝土连续箱梁(单箱单室)的实桥时效变形, 提出了基于截面应变变化规律的连续梁时效变形系数回归分析方法。

收稿日期: 2006-01-11; 修回日期: 2007-05-09

作者简介: 雷家艳(1978—), 女, 云南彝良人, 博士生。email: leijiayan7836@163.com

1 实桥时效变形观测试验

1.1 桥梁概况

地铁 13 号线八达岭辅路高架桥为四跨预应力混凝土连续箱梁,其桥跨布置 17.275 m+ 32 m+ 32 m+ 17.275 m,采用单箱单室箱梁截面.梁顶、底板厚 0.20 m,标准段腹板厚 0.35 m,加厚段腹板厚 0.60 m,桥面顶板悬臂长 2 m;混凝土等级为 C50,弹性模量取  $3.55 \times 10^4$  MPa;预应力钢绞线采用直径为  $f^j$  15.20 mm 高强低松弛预应力钢绞线(GB/T 5224-1995 标准),标准强度  $f_{pk} = 1\ 860$  MPa,弹性模量  $E_p = 195$  GPa,张拉控制应力  $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 1\ 395$  MPa;普通钢筋采用  $f - iv$ 、 $f - \text{㊸}$  级.桥梁施工采用满布支架现场浇注混凝土的施工方法.

1.2 试验方法

实桥时效变形观测采用相对高程差法和应变观测法.相对高程差法通过观测点与基点(支座点)之间相对高差的长期观测,可直接得出桥梁上拱度或挠度的变化规律,从而预测最终时效变形值,其方法原理简单,试验结果直观.应变观测法通过预埋在选定截面梁体内的 VCE-4200 型振弦式内埋应变计及配套的数据采集仪,监测梁体混凝土应变随时间的发展变化,其结果可反应截面变形及应力重分布等变化情况.应变观测截面  $iv$ 、 $\text{㊸}$ 、 $\text{㊹}$  测点 YB1、YB2、YB3、YB4 及高差法观测点 GC1、GC2 如图 1 所示.试验观测时间从预应力筋张拉后开始,历时约 1 a.数据处理时分别取顶板、底板应变及高差平均值.

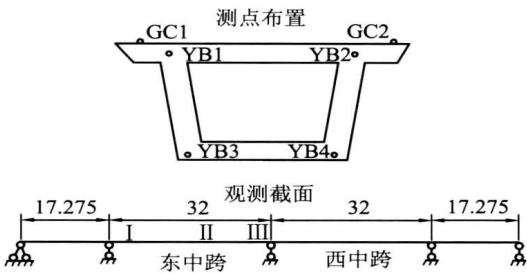


图 1 观测截面及测点布置(单位: m)

Fig. 1 Location of observed distribution

1.3 试验结果分析

(1) 相对高差法测量时效上拱度

在连续梁的各跨支座及跨中处分别布设水准点,每一截面位置分别在箱梁顶板两端设两个水准点,用两点的相对高差平均值代表该截面的上拱度值.整联连续梁中 32 m 跨跨中的上拱度最大,其观测值如图 2 所示.张拉预应力筋后的短时间内,箱梁底板受预应力作用产生很大的弹性压缩变形,而顶

板出现快速的上拱,因此观测曲线形成突变.随后的 2~ 3 个月内,由于混凝土的收缩徐变发展迅速,使梁体上拱度增加较快.同时,因预应力的损失,使预应力对梁体产生的反拱弯矩有所减小,当收缩徐变产生的上拱度增量小于预应力损失产生的上拱度减少量时,曲线出现短暂的下凹段(30~ 60 d).随着施工进度发展,轻轨高架桥上增加了二期恒载的作用,东西两跨 32 m 梁跨中的上拱度变化曲线出现了第二次下凹段,反拱变形有所减小.预应力筋张拉后 3 个月左右,预应力损失已趋于稳定,混凝土收缩徐变继续缓慢发展,梁体上拱度有少量的增加,约 1 a 左右上拱度趋于稳定,其值约在 14 mm 附近变化,但变化幅度很小.在张拉后的 2~ 12 个月内,上拱度的增量维持在 8 mm 左右,如果在此段时间内安装轨道扣件,桥梁后期变形增量可满足扣件调节量要求<sup>[1]</sup>.

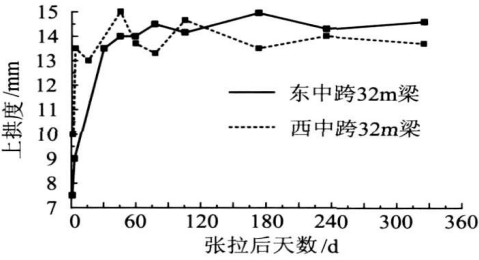


图 2 上拱度随时间的发展

Fig. 2 Camber's development

(2) 应变观测

混凝土微应变  $\varepsilon$  (受压为正,受拉为负)总体上呈增长趋势,这与混凝土徐变现象大体一致.但试验过程中预应力混凝土梁体受到自重、二期恒载、混凝土收缩徐变、预应力作用及环境变化等因素共同作用,所测得的微应变变化规律与单纯的混凝土徐变变化规律不同.在张拉后的一段时间内,预应力的时效损失没有混凝土徐变增长快,应变呈单一增长趋势,其后的变化与高差观测法中的实验结果相似.由于徐变增长速度减慢及预应力时效损失继续的发展、二期恒载的施加,应变曲线在增长的过程中先后出现两次微小下凹,最终趋于稳定,见图 3.

对同一截面不同高度的两个应变观测点而言,其应变差变化规律如图 4 所示.应变差是梁体宏观挠曲或上拱的曲率表现,受时效因素的影响,应变差也呈增长趋势,由于张拉初期各时效因素综合作用复杂,观测值有一定的离散性,但变化过程中的小范围波动不影响试验的最终目的.跨中截面  $\text{㊸}$  应变差增长范围为  $428 \times 10^{-6} \sim 595 \times 10^{-6}$ ,左右支座截面  $iv$ 、 $\text{㊹}$  的增长值分别为  $55 \times 10^{-6}$  和  $70 \times 10^{-6}$ ,各截面曲率随时间增大,并随徐变增长的稳定而收敛.

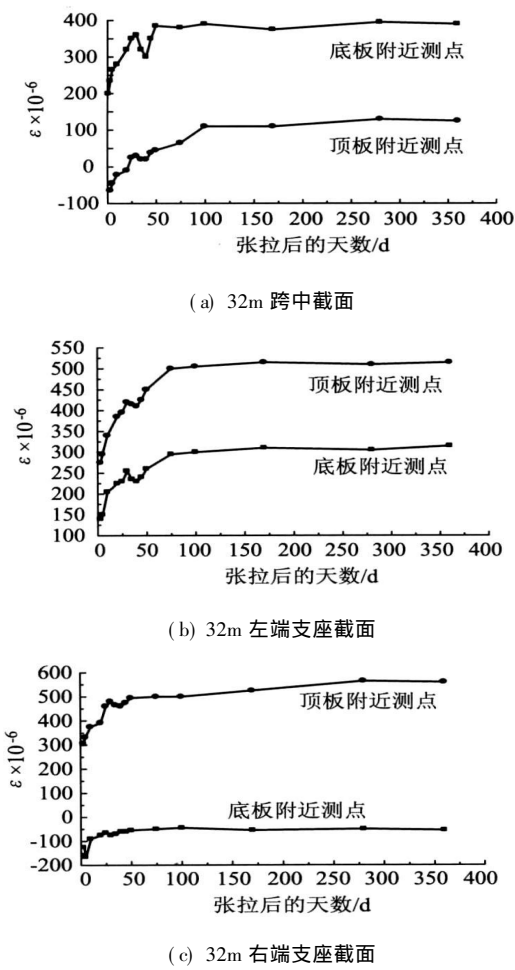


图 3 各截面应变发展曲线

Fig. 3 Observed strain development

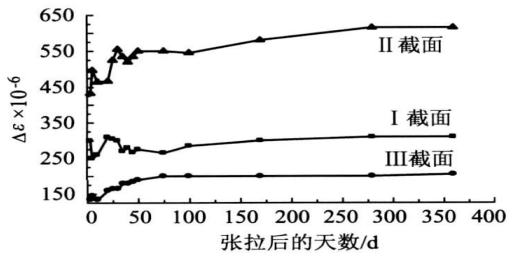


图 4 同一截面上下测点应变差变化曲线

Fig. 4 Age curve of strains D-value between top and bottom observed points on the sections

2 连续梁时效变形计算分析

2.1 后期变形的规范计算方法

现有资料对梁体后期变形的研究和计算主要侧重考虑徐变效应。在应力不变条件下, 结构在  $t$  时刻的徐变变形  $\Delta_{cp}$  与弹性变形  $\delta_{cp}$  成线性关系<sup>[3]</sup>, 即

$$\Delta_{cp} = \sum \delta_{cp} [1 + \varphi(t, \tau)] \quad (1)$$

式中,  $\varphi(t, \tau)$  为徐变系数, 其中  $t$  和  $\tau$  分别为计算龄期和加载龄期, d。对于高强混凝土徐变系数的确定, 国内规范尚未明确规定, 美国 ACI 建议公式为

$$\varphi_t = t^{0.6} \varphi_u / (10 + t^{0.6}) \quad (2)$$

式中,  $\varphi_t$  为  $t$  时刻的徐变系数,  $\varphi_u$  为终极徐变系数。通过试验对式(2)进行修正<sup>[4]</sup>, 得

$$\varphi_t = t^{0.6} \varphi_u / (k_c + t^{0.6}) \quad (3)$$

式中,  $\varphi_u = 2.35 \gamma_c$ , 建议常数  $\gamma_c$  取 1.08;  $k_c = 12 - 0.0725 f'_c$ , 其中  $f'_c$  为混凝土单轴抗压强度。针对本文所涉及的 C50 混凝土,  $f'_c$  按规范取 36.5 MPa, 代入式(2), 得到 C50 混凝土徐变系数的计算公式

$$\varphi_t = 2.538 t^{0.6} / (9.35375 + t^{0.6}) \quad (4)$$

当应力随时间发生变化时, 由于徐变次内力变化的复杂性等因素, 结构徐变变形的计算往往只能推导出概念明确的公式, 却很难运用到实际计算中。

我国《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB10002.3-2005)<sup>[5]</sup> 中的混凝土徐变系数计算公式为

$$\varphi(t, \tau) = \beta_a(\tau) + 0.4 \beta_d(t - \tau) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(\tau)] \quad (5)$$

式中,  $\beta_a(\tau) = 0.8 \left[ 1 - f\tau/f\infty \right]$ ;  $\varphi_f = \varphi_1 \varphi_2$ 。系数  $\varphi_1, \varphi_2, f\tau/f\infty, \beta_d(t - \tau), \beta_f(t), \beta_f(\tau)$  可根据规范中的图表查得。

2.2 应变回归法

对桥梁徐变变形规律的研究, 通常是对结构所用的素混凝土材料或结构缩尺模型进行徐变试验, 用统计回归方法得出徐变系数或修正已有计算公式。由于试验条件的限制, 一般很难在试验中模拟所研究结构在实际尺寸、配筋、受力等状态下的精确徐变变化规律。且徐变变形只是结构后期变形中的一部分, 如果仅以徐变增长大致代替整体的后期变形显然是不合理的。因此以实桥时效观测数据为基础的统计回归分析比通常情况下单纯的徐变回归更接近真实情况。对图 3 中各测点应变数据进行对数非线性回归, 回归曲线如图 5 所示, 曲线编号及测点位置见表 1。

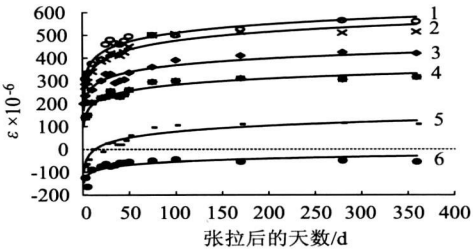


图 5 各测点应变回归曲线

Fig. 5 Regression curve diagram for observed strain

预应力筋张拉后  $t$  时刻的时效变形系数定义为

$$\Delta_t = (\varepsilon_t - \varepsilon_0) / \varepsilon_0 \quad (6)$$

式中,  $\varepsilon_0$ 、 $\varepsilon_t$  分别表示预应力筋张拉初始时刻及  $t$  时刻测点的应变值. 将张拉 1 a 的应变作为各测点终极值, 则终极时效变形系数为

$$\Delta_u = (\varepsilon_{365} - \varepsilon_0) / \varepsilon_0 \tag{7}$$

计算中舍去个别离散度过大的数值, 结果见表 1.

表 1 时效变形系数回归计算结果

Tab. 1 Regression results of time-dependent deflection

factors of observed points

| 编号 | 测点位置  | $R^2$ | $\Delta_{60}$ | $\Delta_{90}$ | $\Delta_{120}$ | $\Delta_u$ |
|----|-------|-------|---------------|---------------|----------------|------------|
| 1  | 右支座顶板 | 0.94  | 0.87          | 0.95          | 1.24           | 1.24       |
| 2  | 跨中底板  | 0.94  | 1.05          | 1.15          | 1.28           | 1.51       |
| 3  | 左支座顶板 | 0.91  | 1.01          | 1.11          | 1.18           | 1.47       |
| 4  | 跨中顶板  | 0.93  | 1.39          | 1.53          | 1.63           | 2          |
| 5  | 左支座底板 | 0.93  | 1.59          | 1.75          | 1.86           | 2.29       |
| 6  | 右支座底板 | 0.67* | —             | —             | —              | —          |
|    | 平均值   | 0.93  | 1.18          | 1.3           | 1.44           | 1.7        |

\* 离散度大, 舍去.

可以看出, 回归曲线与实验离散数据变化趋势一致, 回归的应变值随时间缓慢增大, 预应力筋张拉 1 a 后, 应变值趋于稳定.

2.3 时效挠曲变形计算结果的比较

以预应力筋张拉后 1 a 为收敛期, 对高架桥连续箱梁中的 32 m 跨跨中截面挠曲变形系数进行计算, 见表 2.

表 2 时效变形系数  $\varphi_t$  计算比较

Tab. 2 Comparison of time-dependent deflection

factors derived from three methods

| 时效变形系数<br>(徐变系数)        | ACI 规范修正 | 我国铁路规范 | 实测应变回归法 |
|-------------------------|----------|--------|---------|
| $\Delta_{60}(f_{60})$   | 1.10     | —      | 1.18    |
| $\Delta_{90}(f_{90})$   | 1.22     | —      | 1.30    |
| $\Delta_{120}(f_{120})$ | 1.30     | —      | 1.44    |
| $\Delta_u(f_u)$         | 1.99     | 1.8    | 1.70    |

注: 按铁路规范, 该梁  $\varphi_u$  取 1.8.

结果表明, 实桥试验值回归所得的终极时效变形系数  $\Delta_u$  小于按 2 种规范计算的徐变系数  $\varphi_u$ . 将梁体后期变形增量表达为

$$\Delta f = f_0(\varphi_u - \varphi_t) \text{ 或 } \Delta f = f_0(\Delta_u - \Delta_t) \tag{8}$$

式中,  $f_0$  为预应力筋张拉后梁体的初始挠曲(上拱)变形, 通过高差观测法已知  $f_0 = 7.5 \text{ mm}$ .

如果梁体预应力钢筋张拉结束后立即安装轨道扣件, 3 种方法计算出的上拱度极限增量均远超过扣件调节量的范围. 但结合实际施工情况, 在预应力筋张拉 60 d 后直至时效变形趋于稳定, 按应变回归法计算, 该连续梁的上拱度增量  $\Delta f = 3.9 \text{ mm}$ ; ACI 规范修正法计算的上拱度徐变增加约  $\Delta f = 6.7 \text{ mm}$ ; 高差观测法结果为 6~7 mm. 计算结果均在扣件调节量建议值 10 mm 范围内<sup>[1]</sup>.

3 结论

(1) 实桥时效变形的试验观测, 综合考虑了混凝土收缩徐变、预应力筋松弛及工作环境变化等时变因素的影响, 全面反应了轻轨高架桥连续箱梁后期变形发展的真实过程.

(2) 试验表明高架桥连续箱梁预应力筋张拉 2~3 月后, 后期变形增量最大值约为 6~7 mm, 满足扣件调节量要求, 建议整体道床城市轻轨道路中, 在采用后张法施工的预应力混凝土高架桥上, 线路轨道扣件安装时间宜在预应力筋张拉 2~3 月后.

(3) 时效变形增量的控制与初始变形(挠曲或上拱)及时效系数(即相对起算时间)相关.

(4) 高架桥连续箱梁的时效变形并不是各时效因素作用的简单线性相加, 各因素之间的相互作用较复杂. 通过实桥试验数据统计回归所得的时效变形系数, 其早期值比按我国铁路规范及 ACI 规范修正式计算所得的徐变系数略偏大, 终极系数却偏小.

(5) 同类轻轨高架桥梁结构后期变形按规范设计有足够的安全保证.

参考文献:

[1] 邱舍朝, 冯爱君. 浅谈轨道交通高架桥的变形控制[J]. 铁道标准设计, 1998(10): 28–29.  
Qiu She-chao, Fen Ai-jun. The Design of Viaduct of Shanghai Urban Rail Transit Pearl Line[J]. Railway Standard Design, 1998(10): 28–29. (in Chinese)

[2] 周新六. 上海市轨道交通明珠线高架桥设计[J]. 城市轨道交通研究, 2000(4): 40–44.  
Zhou Xin-liu. The Design of Viaduct of Shanghai Urban Rail Transit Pearl Line[J]. Urban Mass Transit, 2004(4): 40–44. (in Chinese)

[3] 范立础. 梁桥工程(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003: 285–286.  
Fan Li-chu. Bridge Engineering( iv) [M]. Beijing: China Communications Press, 2003: 285–286. (in Chinese)

[4] Xiaoming Sharon Huo, Nabil Al-Omaishi, Maher K Tadros. Creep Shrinkage and Modulus of Elasticity of High Performance Concrete[J]. ACI Material Journal, 2001(11–12): 440–449.

[5] 中华人民共和国铁道部. 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范(TB 10002.3–2005)[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005: 90–92.  
Ministry of Railway of the People's Republic of China. Code for Design on Reinforced and Prestressed Concrete Structure of Railway Bridge and Culvert (TB 10002.3–2005) [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2005: 90–95. (in Chinese)